

Analiza statyczno-wytrzymałościowa mostu podwieszonego przez rzekę Wisłok w Rzeszowie

Mgr inż. Waldemar Kirschen, dr hab. inż. Krzysztof Żółtowski, prof. nadzw. PG
Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

W artykule przedstawiono problematykę projektowania i analiz związanych z budową mostu drogowego łączącego ul. Rzecha z ul. Lubelską w Rzeszowie. Przeszkodą wodną jest rzeka Wisłok oraz zbiornik wodny elektrowni PGE. Na obiekcie zaprojektowano ulicę dwupasmową w każdym kierunku, z pasem rozdziału po środku oraz chodnikami i ścieżkami rowerowymi po obu stronach jezdni. Inwestycja stanowi I etap budowy obwodnicy północnej miasta. Most zaprojektowano jako podwieszony z jednym pylonem. Przesła są konstrukcjami stalowymi, zespolonymi z betonową płytą jezdni (rys. 1).



Rys. 1. Wizualizacja mostu według koncepcji Mostów Gdańsk

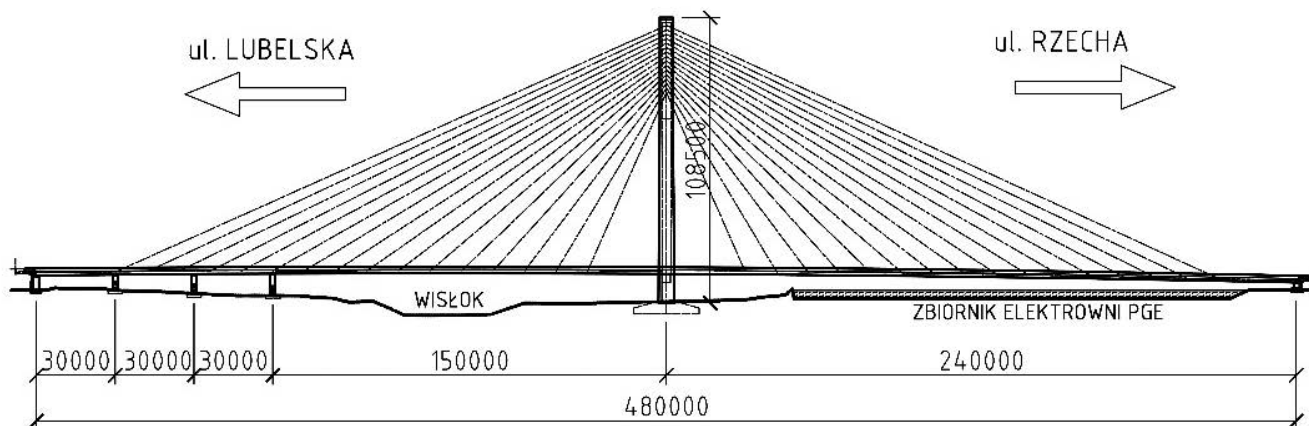
OPIS KONSTRUKCJI

Pomost zespolony, ruszt stalowy z dźwigarów i poprzecznic wraz z płytą betonową podwieszono do betonowego pylonu, usytuowanego centralnie, za pomocą 32 par want. Całkowita długość obiektu wynosi 480 m. Rozpiętość przesł: $3 \times 30 + 150 + 240$ m. Szerokość obiektu wynosi 29 m, a wysokość 108,5 m (rys. 2).

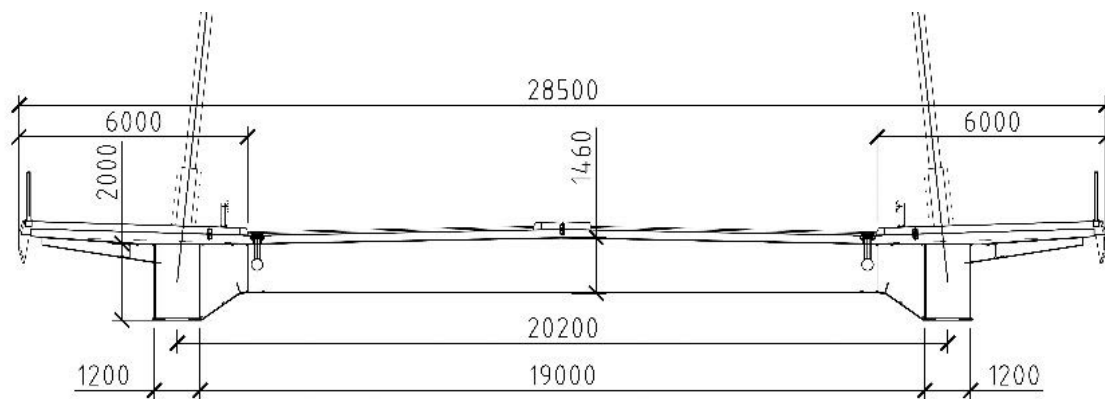
Pylon w koncepcji kształtowany w formie litery H ewoluował do wersji pośredniej, ostatecznie przypominającej odwróconą literę Y. Nogi ukształtowano w formie skrzynek betonowych o zmiennych wymiarach. W strefie zakotwienia want w pylonie zastosowano dodatkowe wkładki stalowe.

Dźwigary stalowe w pomoście w postaci zamkniętych skrzynek o stałej wysokości 2 m i szerokości 1,2 m, zaprojektowano ostatecznie ze stali S420. Poprzecznice o zmiennej wysokości, wykonano z stali S355. Grubość płyty betonowej (C40/50) wynosi 21 cm w osiach odwodnienia i zwiększa się w obszarze kap chodnikowych do 29 cm (rys. 3).

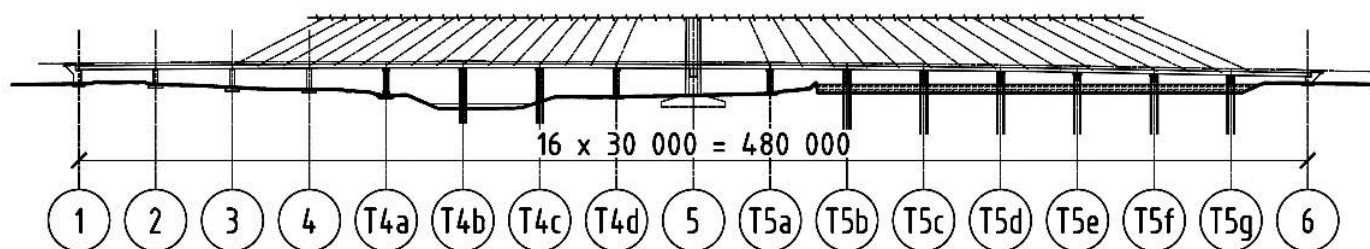
Zakotwienie want w pomoście, w dźwigarach stalowych, zaprojektowano jako bierne, w rozstawie co 12 m. W pylonie umiejscowiono zakotwienie czynne, w odległości co 1,7 m. Długości lin są w zakresie od 72 do 230 m.



Rys. 2. Widok z boku [1]



Rys. 3. Przekrój poprzeczny pomostu [2]



Rys. 4. Widok z boku w trakcie montażu [2]

Montaż konstrukcji wykonywano etapowo:

- podpory stałe (wraz z pylonem) i tymczasowe w rozstawie co 30 m,
- nasunięcie podłużne rusztu stalowego od strony ul. Rzecha,
- betonowanie dwufazowe płyty pomostu segmentami 24 m (rys. 4), zastosowanie płyt filigranowych w postaci traconego szalunku,
- montaż i naciąg want, montaż wyposażenia.

ANALIZA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWA KONSTRUKCJI

Na potrzeby analizy wykonano model numeryczny MES mostu (rys. 5) w programie SOFiSTiK [3]. W modelu globalnym pylon i ruszt stalowy pomostu zdefiniowano z elementów belkowych, a płytę pomostu z elementów powłokowych, czterowzrostkowych. Wanty to dwuwzrostkowe elementy kratownicowe, przenoszące jedynie siły normalne.

Siły naciągu want wyznaczono w modelu z zachowaniem pełnej symetrii na podstawie założenia zerowych przemieszczeń pionowych pomostu od obciążenia ciężarem własnym i wyposażeniem w miejscach zakotwienia want (rys. 6). Ostatecznie, liczbę splotów w linach dobrano do obciążenia ruchomego klasy A według PN.

W celu uwzględnienia faz montażowych w obliczeniach wykonano modele przedstawiające poszczególne schematy pracy konstrukcji podczas budowy (rys. 7). Zadano również obciążenia wywołane reologią (pełzaniem, skurczem) pomostu i pylonu w czasie montażu oraz po okresie 5 lat.

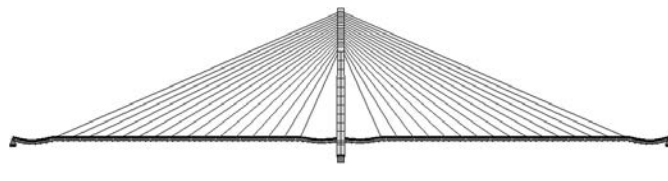
Wstępna analiza kombinacji obciążeń: termicznych, wiatru, ruchomych, reologii i faz montażowych wykazała, że duży

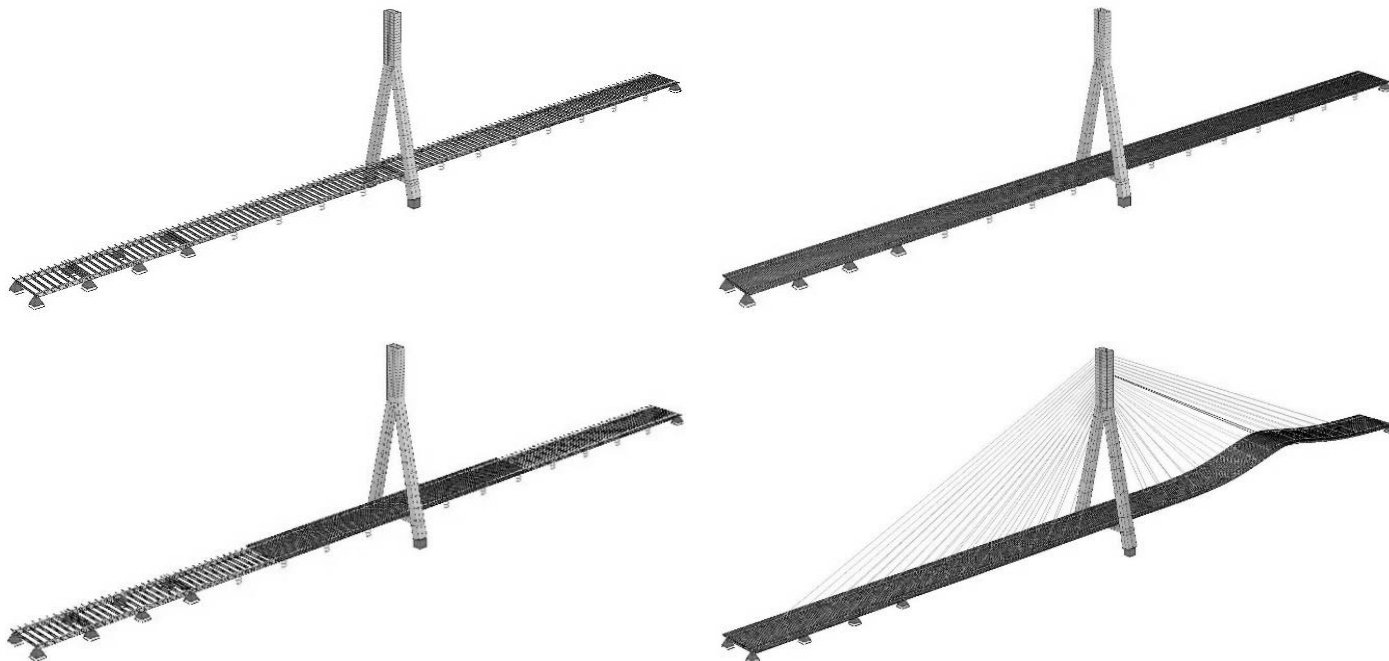


Rys. 5. Wizualizacja modelu obliczeniowego globalnego



Rys. 6. Przemieszczenia pomostu przed i po naciągu want

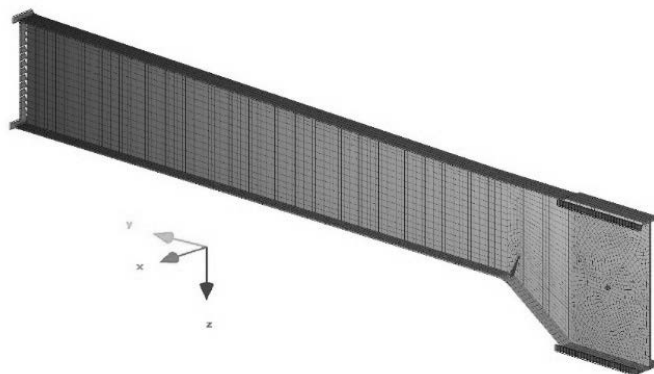




Rys. 7. Wybrane wizualizacje modeli faz montażowych

wpływ na stan naprężenia w ruszcie stalowym mają obciążenia od mokrego betonu. Rozważono technologię wykonania płyty z zastosowaniem prefabrykatu rodzaju „filigran” – element tworzący z dźwigarem przekrój zespolony przed ostatecznym betonowaniem. Elementy prefabrykowane ograniczają wpływ pełzania i skurczu na konstrukcję oraz pozwalają na uzyskanie przekroju zespolonego przed pełnym obciążeniem mokrym betonem. Odpowiedni ich montaż może także stanowić zabezpieczenie przed utratą stateczności poprzecznic rusztu jezdni.

Wprowadzone zmiany zredukowały znaczne wartości ostateczne naprężenia w ruszcie stalowym. Poza technologią budowy duży wpływ na stan naprężenia mają obciążenia ruchome (przyrost średnio 70 MPa), temperatura (30 MPa) oraz reologia w okresie 5 lat (50 MPa).



Rys. 8. Wizualizacja modelu szczegółowego poprzecznic

STATECZNOŚĆ POPRZECZNIC PODCZAS MONTAŻU

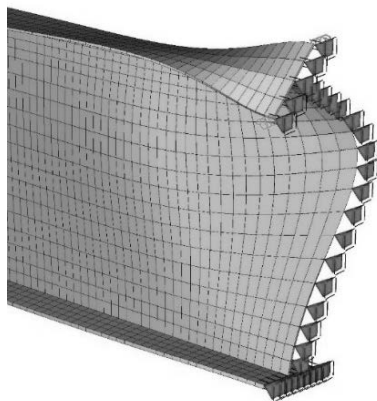
Poprzecznice to belki dwuteowe o rozpiętości ~20 m. Są one narażone na zwichrzenie w pierwszej fazie pracy, kiedy jako czyste przekroje stalowe przenoszą obciążenia od deskowania i mokrego betonu. Ze względu na znaczną długość tych elementów i brak stężeń tymczasowych sprawdzono je pod względem podatności na zwichrzenie od obciążenia płytami rodzaju „filigran”. Analizę przeprowadzono na bazie szczegółowego modelu wycinkowego z elementów powłokowych czterowzłowych, wykonanego w środowisku SOFiSTiK (rys. 8).

Wykorzystano symetrię poprzecznic i przyjęto podparcie (utwierdzenie w dźwigarze głównym) odpowiadające belce wolnopodpartej. Taki schemat uznano za niekorzystny, zatem bezpieczny.

Obciążenie zdefiniowano jako liniowe, obliczeniowe, ze współczynnikiem bezpieczeństwa 1,35. Postać zwichrzenia otrzymano przy współczynniku zwiększającym zadane obciążenie 1,02 (rys. 9).



Rys. 9. Postać wyboczenia poprzecznic przy współczynniku 1,02



Rys. 10. Postać wyboczenia poprzecznic przy współczynniku 2,18 obciążenia filigranem z usztywnieniem pasa górnego w środku rozpiętości

Zabezpieczenie przed zwichrzeniem można zrealizować przez podparcie pasa górnego poprzecznic w środku rozpiętości. W modelu efekt ten zdefiniowano jako podparcie sprężyste o zadanej sztywności. Przy mnożniku krytycznego obciążenia większego od 2,0 wyznaczono iteracyjnie sztywność sprężyny równą 200 kN/m. Technicznie jest to sztywność niewielka. Po usztywnieniu układu otrzymano współczynnik obciążenia 2,18 (rys. 10).

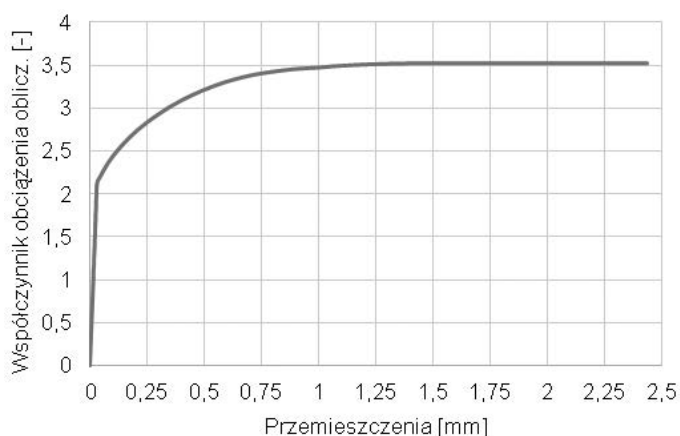
W przypadku z usztywnieniem przeprowadzono analizę nieliniową, zwiększając współczynnik obciążenia z krokiem 0,05, w zakresie od 1 do 5. Przy wartości 2,20 można zaobserwować charakterystyczną utratę postaci płaskiej środnika oraz nieliniowy, znaczny przyrost przemieszczeń (rys. 11). Wartości naprężeń w momencie utraty stateczności środnika znajdują się w zakresie sprężystym wytrzymałości stali.

Dodatkowe usztywnienie poprzecznic zapewniłoby ostatecznie płyty prefabrykatów połączone trwale z górnym pasem poprzecznic i układane w odpowiedniej kolejności.

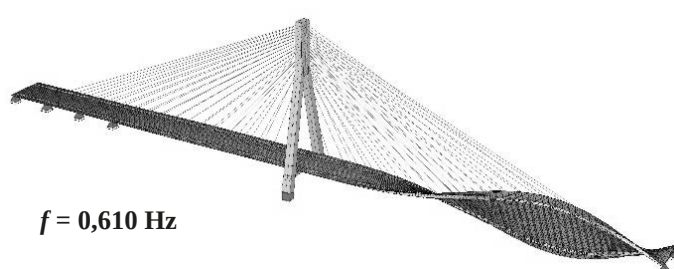
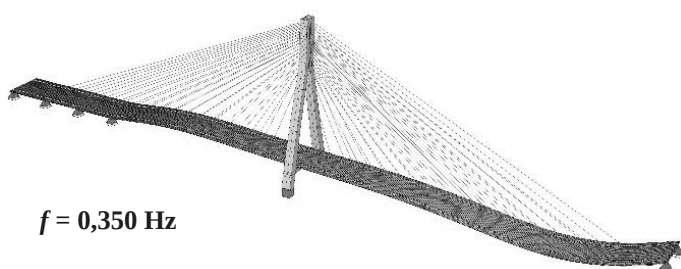
WSTĘPNA ANALIZA DYNAMICZNA

Zbliżone wartości częstotliwości drgań poszczególnych elementów konstrukcji mogą spowodować niestabilność parametryczną, która z punktu widzenia analizy dynamicznej jest istotnym zagadnieniem. Należy sprawdzić możliwość wzbudzenia przemieszczeń pylonu i pomostu w płaszczyźnie pionowej przez podmuchy wiatru lub tabor cyklicznych. Takie wzbudzenia powodują drgania want [1]. W celu sprawdzenia możliwości zaistnienia takiego zjawiska porównano częstotliwości drgań własnych pomostu i want.

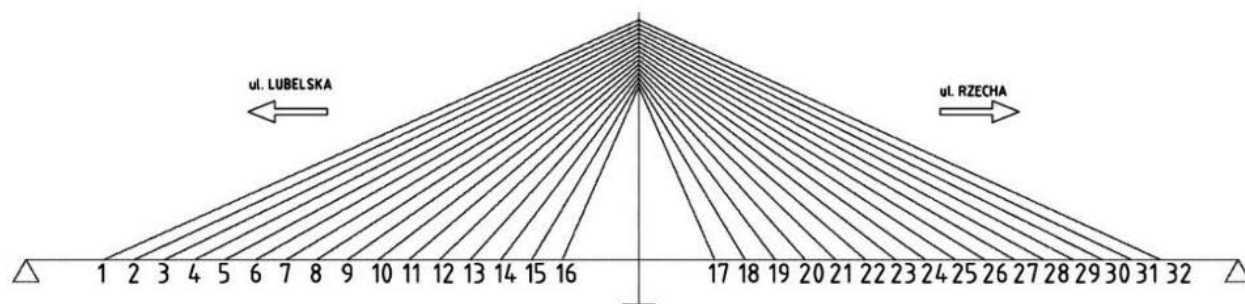
Postacie i częstotliwości drgań własnych konstrukcji wyznaczono w analizie modalnej, wykonanej w programie SOFiSTiK. Pierwszą giętą (0,350 Hz) i skrętną (0,610 Hz) formę własną przedstawiono na rys. 12, a numerację want podano na rys. 13.



Rys. 11. Ścieżka równowagi dla punktu w pasie górnym w zakresie przemieszczeń $0 \div 2,5$ mm



Rys. 12. Pierwsze formy drgań własnych



Rys. 13. Przyjęta numeracja want

Tabl. 1. Zestawienie częstotliwości drgań want

Wanty nr	f_{cl} [Hz]	Wanty nr	f_{cl} [Hz]
1	0,646	17	1,879
2	0,639	18	1,673
3	0,693	19	1,612
4	0,728	20	1,469
5	0,760	21	1,283
6	0,791	22	1,220
7	0,948	23	1,122
8	0,982	24	1,005
9	1,088	25	0,965
10	1,173	26	0,875
11	1,224	27	0,772
12	1,395	28	0,747
13	1,466	29	0,699
14	1,603	30	0,666
15	1,664	31	0,623
16	2,048	32	0,653

Na podstawie zależności (1) wyznaczono teoretyczne wartości częstotliwości drgań pionowych want (tabl. 1), nie uwzględniając wpływu zwisu lin.

$$f_{cl} = \frac{1}{2L_c} \cdot \sqrt{\frac{S}{m_c}} \quad (1)$$

gdzie:

L_c – długość wanty [m],

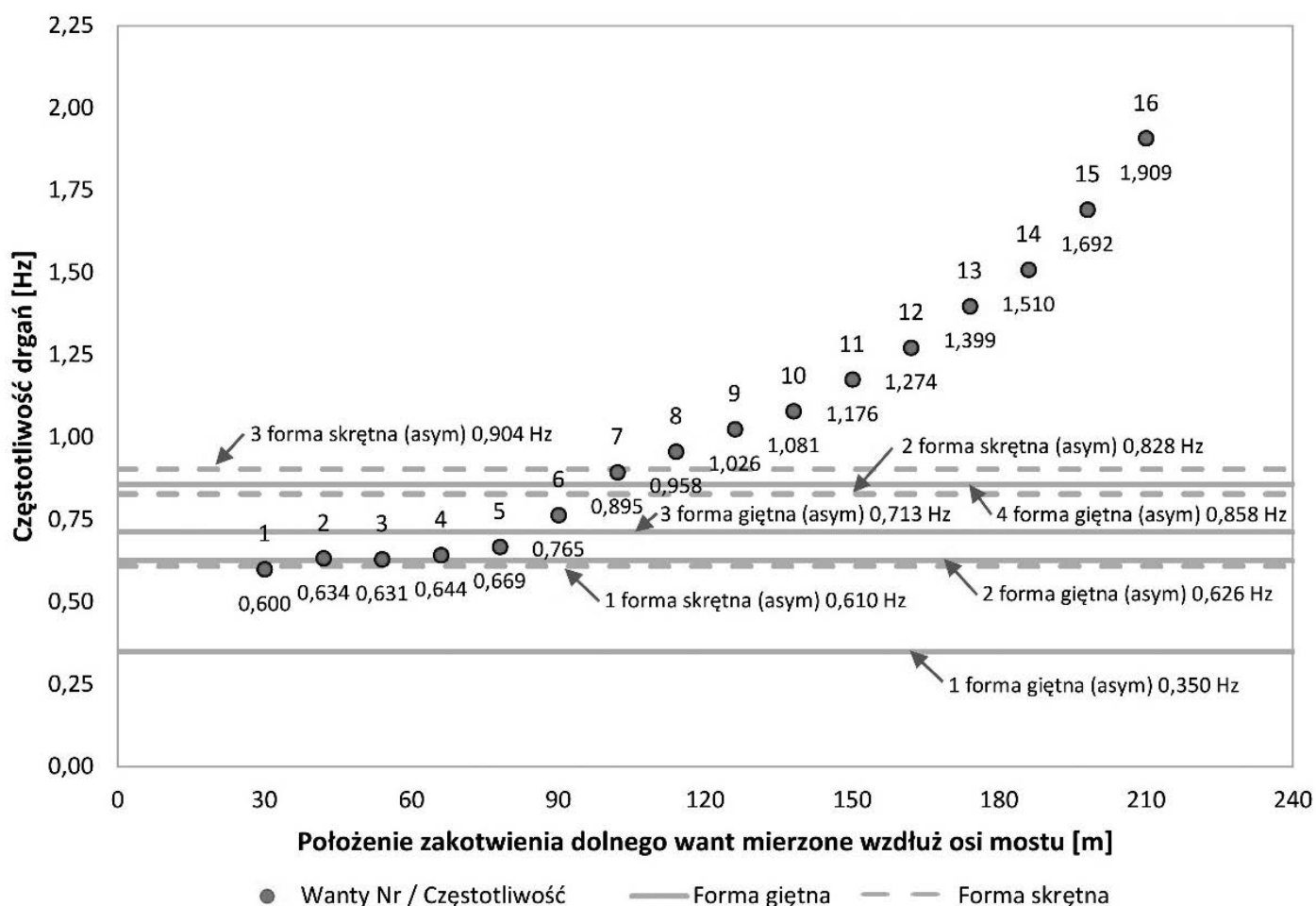
S – siła normalna w wancie [N],

m_c – masa wanty na jednostkę długości [kg/m].

Analizując wykres na rys. 14 można zauważyć, że częstotliwości drgań pionowych want i pomostu są zbliżone bardzo do siebie. Wartości dla lin krótkich, zakotwionych w strefie przy pylonie, odpowiadają wysokim numerom postaci własnych pomostu, które są praktycznie niemożliwe do wzbudzenia. Wanty skrajne, 1 ÷ 4 i 29 ÷ 32, wymagają dokładniejszego rozpatrzenia i ewentualnego zastosowania tłumików, gdyż ich częstotliwości zbliżone są do 1. formy skrętnej (2. postać) i 2. formy giętnej pomostu (3. postać).

PODSUMOWANIE

Przedstawione analizy przeprowadzono w ramach audytu do projektu budowlanego i wykonawczego. Wykonano szczegółowe modele numeryczne w programie SOFiSTiK. Ważne okazało się dokładne zdefiniowanie faz montażowych i reolo-



Rys. 14. Porównanie wybranych częstotliwości własnych drgań pomostu i want nr 1 ÷ 16

gii w modelach obliczeniowych. Mają one decydujący wpływ na stan naprężenia w pomoście. Przyjęcie technologii rodzaju „filigran” do wykonania płyty jest atrakcyjnym sposobem redukcji naprężenia w ruszcie stalowym dzięki wprowadzeniu przekroju zespolonego w fazie betonowania. Szczegółowa analiza poprzecznic pozwoliła na ocenę problemu zwichrzenia. Analiza dynamiczna wykazała zbliżone wartości częstotliwości drgań poszczególnych elementów konstrukcji (pomost i wanty). Szczególnie niebezpieczne są zbliżone częstotliwości skrajnych want do drugiej i trzeciej częstotliwości drgań własnych konstrukcji.

LITERATURA

1. Biliszczyk J.: Mosty podwieszone: projektowanie i realizacja, ARKA-DY, Warszawa 2005.
2. Projekt budowlany: „Budowa drogi od ul. Załęskiej do ul. Lubelskiej wraz z budową mostu na rzece Wisłok” Mosty Gdańsk, 2014.
3. SOFiSTiK AG. www.sofistik.com